Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide de l'essai au pénétromètre statique

Samuel AMAR
Adjoint au chef de la division
Géotechnique - Mécanique des sols 1
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Alain MORBOIS
Ingénieur
Laboratoire régional de l'Ouest parisien

RÉSUMÉ

L'utilisation croissante de l'essai au pénétromètre statique au niveau de la reconnaissance, justifiée par des raisons économiques et de délai, a nécessité la mise au point de méthodes pratiques de dimensionnement des fondations superficielles à partir de cet essai.

On sait que des règles analogues existent pour le dimensionnement des pieux.

Dans cet article, les auteurs exposent la démarche suivie pour atteindre ce but et proposent un certain nombre d'abaques donnant les coefficients de portance en fonction de la catégorie du sol et de l'encastrement relatif D/B.

En ce qui concerne les tassements, les méthodes trouvées dans la littérature sont exposées et commentées.

MOTS CLÉS : *42 - Fondation superficielle - Dimensionnement - Essai de pénétration statique - Abaque - Portance - Sol - Encastrement - Tassement - En place.*

Différentes méthodes de détermination de la charge limite Q_l (ou de la contrainte limite q_l) d'une fondation superficielle existent. Elles sont fondées, soit sur les essais de laboratoire, soit sur les essais en place. Parmi ces derniers, on peut citer les essais pressiométriques, les essais au pénétromètre statique et dynamique, le SPT, etc.

Dans un article récent, Amar et al. [1] ont comparé toutes ces méthodes d'évaluation de la charge limite aux résultats expérimentaux obtenus sur sites réels pour des fondations de 1 m de large. Leur conclusion peut être résumée ainsi :

— la méthode pressiométrique est la mieux adaptée pour estimer q_l ;
— les méthodes pénétrométriques conduisent à des résultats fort variables du fait de l'imprécision des règles d'application et du type de pénétromètre ;
— la méthode c et φ devrait être limitée au cas des sols cohérents ($\varphi = 0$).

L'utilisation croissante de l'essai au pénétromètre statique au niveau de la reconnaissance, justifiée par des raisons économiques et de délai, nous a conduits à préciser ses règles d'utilisation en vue du dimensionnement des fondations superficielles.

DÉMARCHE SUIVIE

La contrainte limite q_l (la contrainte admissible se déduit après application d'un coefficient de sécurité, ici pris égal à 3), est généralement déterminée à l'aide d'une exploitation directe de la résistance statique unitaire du cône q_c (parfois appelée résistance de pointe) du type suivant :

$$q_l = q_0 + \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\beta}$$

avec

q_l contrainte limite sous la fondation,

q_0 contrainte verticale totale due au poids des terres au niveau de la fondation après sa réalisation,

q_c résistance de pointe caractéristique de la couche de fondation,

σ_{v0} contrainte verticale totale due au poids des terres au moment de l'essai,

β facteur empirique, mal connu actuellement et que nous nous proposons justement de préciser dans cet article, en fonction de la nature du sol et des caractéristiques géométriques de la fondation.

La détermination de ce coefficient β par comparaison avec le comportement réel des fondations s'est heurtée au fait que nous ne disposions dans la littérature que de très peu de résultats expérimentaux [1].

Sachant que la méthode pressiométrique conduisait à des résultats satisfaisants, nous l'avons choisie comme référence [2].

La démarche suivie consista donc, sur un certain nombre de sites où un sondage pressiométrique et un sondage pénétrométrique avaient été réalisés à proximité, à égaler les deux valeurs de la contrainte limite déterminées successivement à l'aide des deux méthodes et à en déduire la valeur de β :

$$q_l - q_0 = K(P_l - P_0) = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\beta}$$

soit

$$\beta = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{K(P_l - P_0)}$$

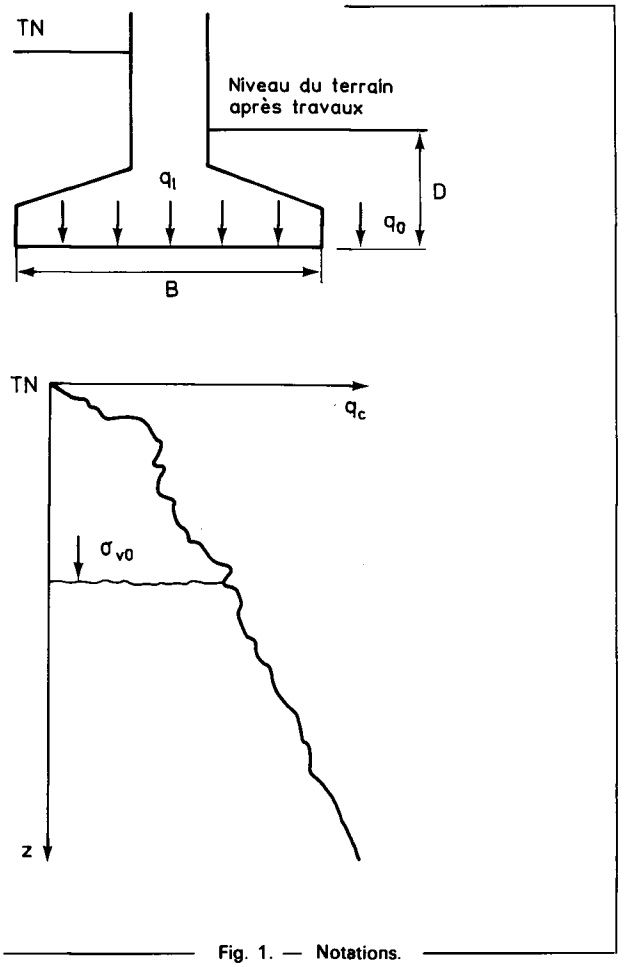


Fig. 1. — Notations.

Les notations sont données sur la figure 1.

Cette démarche avait déjà été utilisée par Amar et Jézéquel [3] qui ont proposé, pour un certain nombre de sols et pour un encastrement donné, les valeurs de β rappelées dans le tableau I.

Le travail présenté dans cet article étend ces résultats à d'autres catégories de sol et pour des valeurs de l'encastrement D/B variable (compris entre 0 et 1,5).

C'est ainsi que soixante-dix sites environ ont été étudiés. Pour chacun d'eux et pour chaque couple de sondages, les calculs ont été effectués dans l'esprit d'un calcul de fondation classique en affectant à chaque couche de fondation possible une valeur de p_l et q_c représentative de la couche étudiée.

TABLEAU I

Valeur de β d'après Amar et Jézéquel [3]
Valable pour une pointe électrique aux normes européennes

Nature du sol	Résistance unitaire q_c(kPa)	Facteur β pour D/B = 1	
		Semelle filante	Semelle carrée
Argile molle à moyennement consistante	0 - 5 000	2,7	1,8
Argile raide à très raide	> 5 000	3,3	2,3
Limon ou sable lâche	0 - 2 500	1,7	1,1
Sable moyennement compact	2 500 - 10 000	3,6	2
Sable compact à très compact	> 10 000	5	2,9

TABLEAU II. — **Catégories de sols**

Catégorie	Nature du sol	Plages des caractéristiques	
		p_l (MPa)	q_c (MPa)
A	Limon, loess, argile et marne peu consistantes	0 - 1,2	0 - 5
B	Argile et marne consistantes	1 - 4	3 - 20
C	Sable lâche ou peu dense	0 - 1	0 - 7
D	Sable et gravier	1 - 3	7 - 40
E	Roche tendre ou altérée — craie et marno-calcaire	0,6 - 3	3 - 40

CATÉGORIES DE SOL

Le classement des sols a été fait par catégorie, en s'inspirant de celui préconisé par L. Ménard [2], mais en y apportant toutefois quelques modifications. Le tableau II résume les catégories retenues et rappelle, pour chacune d'elles, les plages des valeurs de p_l et de q_c correspondantes.

C'est évidemment l'attribution à un sol donné de telle ou telle catégorie qui pourra poser problème à l'ingénieur. L'expérience et la bonne connaissance des sols de la région faciliteront toutefois ce choix.

Pour les sols intermédiaires, on sera parfois amené à choisir une catégorie à cheval entre deux, et on en tiendra compte pour le calcul du coefficient β.

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Le tableau III donne, pour l'ensemble des cas étudiés, la valeur du coefficient β pour un encastrement nul (K = 0,8).

L'examen de ce tableau montre à l'évidence une grande dispersion des résultats. Cette dispersion peut *a priori* être due aux causes suivantes :

— la variabilité des caractéristiques mécaniques des sols en plan et en profondeur, car les sondages pressiométriques et pénétrométriques n'ont pas été réalisés dans le même forage, mais à proximité ;
— les différences sur les matériels utilisés, principalement au niveau du type de pointe du pénétromètre (électrique ou mécanique).

Il était bien difficile, dans cette étude, de connaître le type de pointe utilisée, mais s'agissant d'essais réalisés par différents laboratoires — et pour certains il y a déjà quelques années — on a pu en déduire que, dans la majorité des cas, ces essais furent réalisés avec un pénétromètre Gouda à pointe mécanique.

A partir de quelques études comparatives entre essais réalisés au pénétromètre à pointe mécanique et à pointe électrique, complétées par les résultats donnés par Jézéquel [4] sur différents types de sols, on a trouvé la relation suivante :

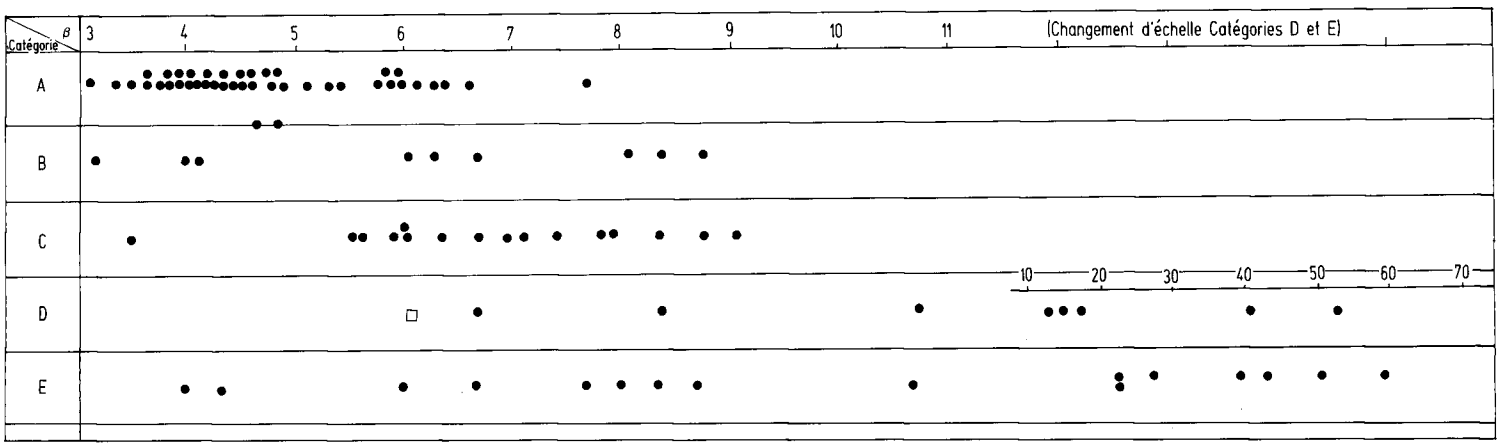
$$\beta \text{ électrique} = \frac{\beta \text{ mécanique}}{1{,}7}$$

et ce pour tous les types de sols, excepté les sables. En ce qui concerne les sables, il y a lieu de distinguer deux cas :

— sable sec β élec $\approx$ β mécanique

— sable noyé β élec $\approx \dfrac{\beta \text{ mécanique}}{1{,}3}$

TABLEAU III. — **Valeur de β pour tous les types de sols**



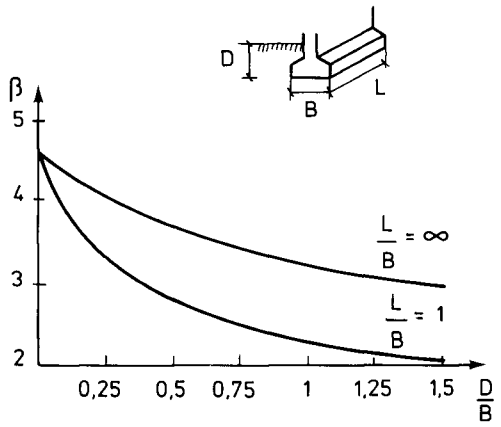


Fig. 2. — Catégorie A : limon, lœss, argile et marne peu consistantes.

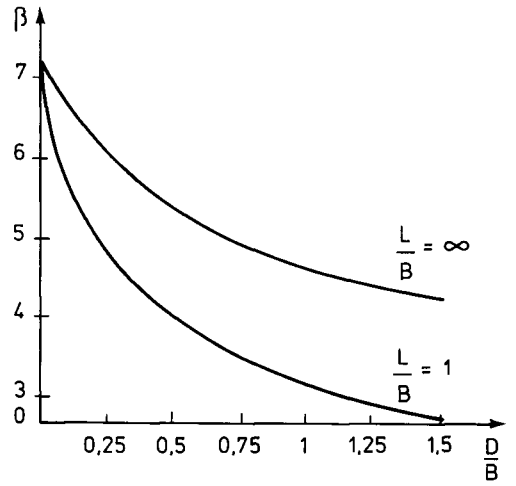


Fig. 4. — Catégorie C : sable lâche ou peu dense.

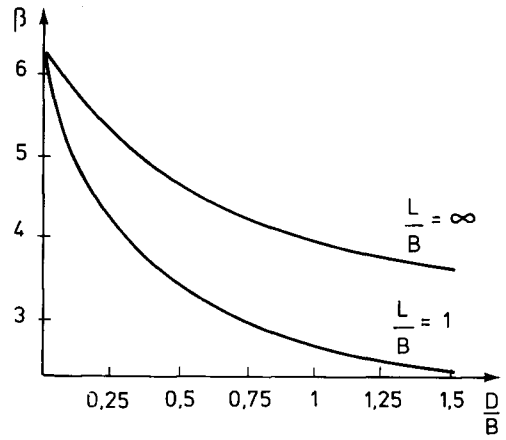


Fig. 3. — Catégorie B : argile et marne consistantes.

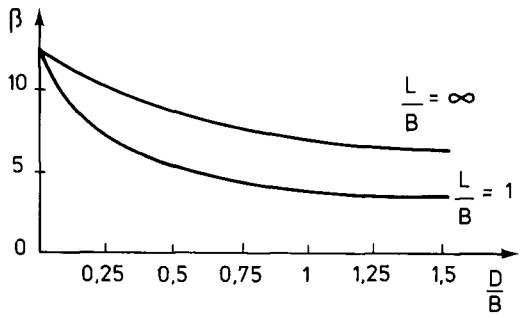


Fig. 5. — Catégorie D : sable et gravier.

Nous présentons, pour chaque catégorie de sol, les courbes donnant la valeur de β (pénétromètre à pointe mécanique) en fonction de l'encastrement relatif de la fondation D/B :

— catégorie A : limon, loess, argile et marne peu consistantes (fig. 2),
— catégorie B : argile et marne consistantes (fig. 3),
— catégorie C : sable lâche ou peu dense (fig. 4),
— catégorie D : sable et gravier (fig. 5).

En ce qui concerne cette dernière catégorie, il s'agit de la catégorie de sol où nous disposions de peu d'essais comparatifs fiables. D'autre part, les caractéristiques de ces terrains sont très variables : p_l de 1 à 3 MPa, q_c de 7 à 40 MPa. La valeur du coefficient β varie, dans les exemples traités, entre 6 et 25 environ. On peut penser que, la résistance de pointe augmentant plus vite que la pression limite, la valeur du coefficient β est fonction des caractéristiques géotechniques (c'est la raison de la distinction des catégories) et qu'elle varie donc à l'intérieur de cette même catégorie D.

La valeur moyenne retenue correspond à un sol dont la résistance de pointe moyenne est de l'ordre de 20 MPa. Par contre, si dans une application q_c variait de manière trop importante (q_c de 5 à 10 MPa ou de l'ordre de 40 MPa), on pourrait appliquer une correction en fonction de sa valeur réelle à l'aide de l'abaque (fig. 6) :

$$\beta' = \beta \cdot \frac{\beta_0}{13}$$

avec

β′ valeur corrigée, recherchée ;
β valeur lue sur la figure 5, en fonction de D/B ;
β_0 valeur lue sur la figure 6.

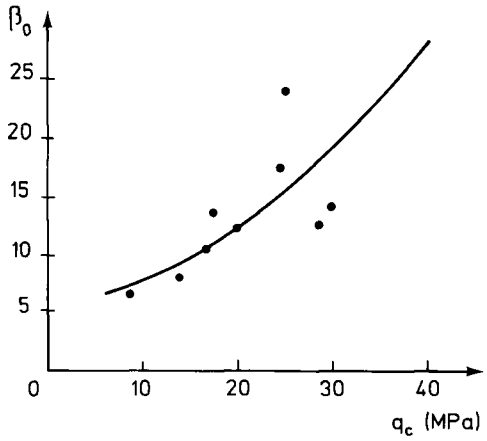


Fig. 6.

Exemples

1. q_c = 40 MPa, semelle filante avec D/B = 0,6.

On négligera σ_{v0} et q_0, compte tenu des valeurs de q_c et q_l.

$$\left.\begin{array}{l}\text{fig. 5 : } \beta = 8{,}3 \\ \text{fig. 6 : } \beta_0 = 28{,}3\end{array}\right\} \quad \beta' = \frac{8{,}3 \times 28{,}3}{13} = 18 ;$$

$$q_l = \frac{40}{18} = 2{,}2 \text{ MPa} ;$$

au lieu de $q_l = \frac{q_c}{\beta} = 4{,}8$ MPa.

Il faut remarquer que pour les fortes valeurs de q_c le taux de travail admissible qui se déduit de q_l est bien souvent supérieur à la valeur requise par le projet.

2. q_c = 8 MPa, semelle filante avec D/B = 0,6.

$$\left.\begin{array}{l}\beta = 8{,}3 \\ \beta_0 = 7{,}3\end{array}\right\} \quad \beta' = \frac{8{,}3 \times 7{,}3}{13} \neq 4{,}7 ;$$

$$q_l - q_0 \neq \frac{q_c}{\beta'} = 1{,}7 \text{ MPa} ;$$

au lieu de $q_l - q_0 \neq \frac{q_c}{\beta} = 0{,}96$ MPa.

Pour cette catégorie de sols regroupant les roches tendres ou altérées, les sols composites tels que les marno-calcaires, la craie, on peut rencontrer le même problème que précédemment (catégorie D). La figure 7 correspond à un sol ayant une résistance de pointe de l'ordre de 12 MPa.

Pour les cas où elle s'éloignerait trop de cette valeur on pourra, de la même façon que précédemment, appliquer la correction suivante :

$$\beta' = \beta \cdot \frac{\beta_0}{10}$$

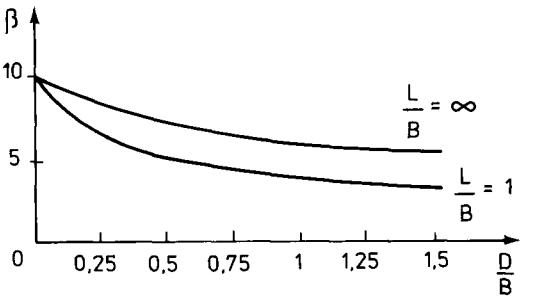


Fig. 7. — Catégorie E : roche tendre ou altérée, craie et marno-calcaire.

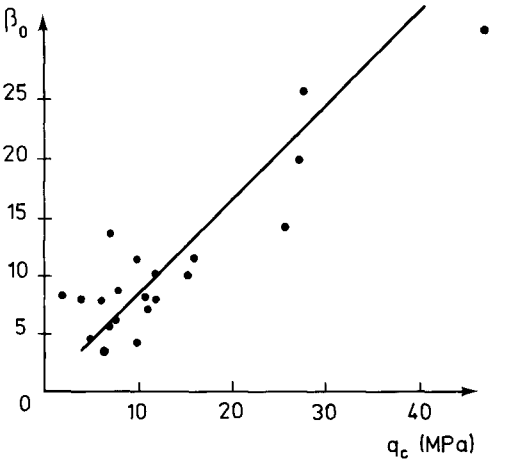


Fig. 8.

avec

β' valeur corrigée, recherchée ;
β valeur lue sur la figure 7, en fonction de D/B ;
β_0 valeur lue sur la figure 8.

VÉRIFICATIONS

Nous avons voulu comparer les résultats obtenus par cette méthode $q_l(\beta)$ avec ceux obtenus expérimentalement (q_l mesuré) [5], ainsi qu'avec les prévisions faites par les auteurs (tableau IV).

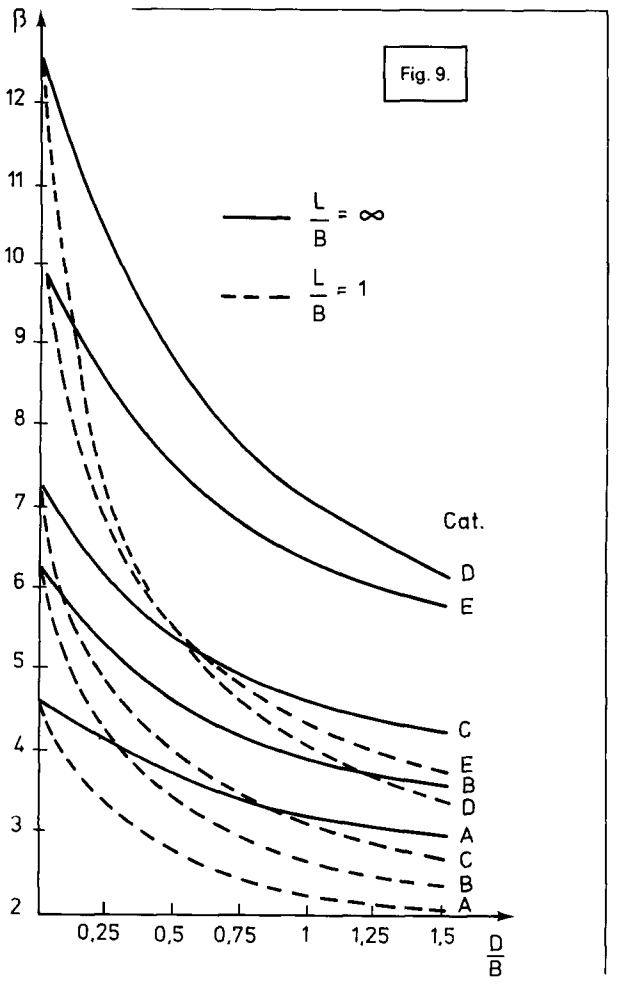
TABLEAU IV

	Fondation		p_l (MPa)	q_c (MPa)	Prévisions auteurs		$q_l(\beta)$ (kPa)	q_l mesuré (kPa)
	D/B	B/L			q_l (p_l) pressiomètre (kPa)	q_l (q_c) pénétromètre (kPa)		
Jossigny			limon	cat. A				
a)	0,1	1	0,5	1,2	502	778	313	400
b)	0,5	1			690	773	434	400
Lognes	1,15	1	argile 0,78	(A ou B) 3	1 326	1 939	1 385 B à 1 011 A	400 (*)
Labenne	0,7	1	0,9 sable	4 C	1 486	1 556	1 142	900

(*) Comme l'indiquent les auteurs, la faiblesse de q_l mesuré s'explique par le remaniement subi par le sol de fondation avant l'essai.

On peut remarquer au vu de ces valeurs que la méthode proposée permet, tout au moins pour ces trois cas, de resserrer les écarts, d'une part entre les différentes méthodes de prévisions, d'autre part avec les valeurs mesurées. Il y aurait lieu de compléter ce genre de vérifications.

Enfin, la figure 9 rassemble les différents abaques et permet de visualiser l'évolution du coefficient.



CALCUL DES TASSEMENTS

Plusieurs auteurs ont proposé des formules reliant la résistance unitaire de cône q_c à des paramètres de compressibilité des sols en distinguant le cas des sables de celui des argiles.

Sables

En ce qui concerne les sables, De Beer [6] propose une relation entre la constante de compressibilité C et la résistance unitaire q_c :

$$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{q_c}{q_0}$$

q_0 étant la contrainte totale verticale au point considéré.

Pour calculer ensuite le tassement, il propose d'utiliser la formule de Terzaghi qui s'écrit :

$$s = \int_0^h \frac{1}{C} 2{,}3 \lg \frac{q_0 + \Delta\sigma}{q_0} \, dh$$

De Beer considère que cette formule donne des tassements surestimés et conclut que le problème est résolu si le tassement ainsi obtenu est admissible pour la superstructure. S'il n'en est pas ainsi, alors il faut avoir recours à des essais de sols mieux adaptés.

D'autres auteurs proposent de relier q_c au module d'élasticité E des sables, et ensuite de calculer les tassements par les formules classiques de l'élasticité, du genre :

$$s = C \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot B$$

avec

C coefficient qui dépend de la forme de la fondation,

ν coefficient de Poisson,

E module d'Young,

q contrainte appliquée par la fondation,

B largeur de la fondation.

Schmertmann, cité par de Ruiter [7], donne les relations suivantes :

— fondation carrée : $E = 2{,}5\, q_c$
— fondation filante : $E = 3{,}5\, q_c$

Contrairement à Schmertmann, qui a fait des expérimentations sur modèles réduits en cuve, d'autres chercheurs [8] travaillant sur sites réels ont abouti aux relations suivantes :

$$E = \alpha q_c$$

avec

$\alpha = 1{,}5$ pour les sables dont $q_c > 4\,500$ kPa ;
$2 < \alpha < 5$ pour sables peu denses ;
$1\,500 < q_c < 3\,000$ kPa.

D'autres types de relations ont été testés, par exemple celles qui lient le module pressiométrique E_M à la résistance unitaire q_c. Une fois E_M ainsi déterminé, on suppose le sol homogène et caractérisé par E_M et le calcul du tassement se fait alors par la méthode préconisée par Ménard [2].

Van Vambeke et al. [9] et Amar et al. [10] proposent les relations suivantes pour les sables $E_M/q_c = 1{,}5$ [9].

Dans la référence [10], on trouve :

$E_M/q_c = 1$ à $0{,}7$ pour les sables graveleux denses à très denses,

et

$E_M/q_c = 5$ à 2 pour les sables limoneux.

Un autre auteur [11] propose :

$E_M/q_c = 3$: sable dense,
$E_M/q_c = 1{,}5$: sable peu dense.

Argile

Il a été déjà montré combien il est illusoire de vouloir déterminer les tassements d'une fondation superficielle reposant sur de l'argile à partir de q_c [12]. Là aussi des méthodes indirectes et assez grossières ont été proposées par différents auteurs ; on les examinera plus loin. Toutes ces méthodes ne peuvent servir qu'au stade d'un avant-projet pour avoir une idée, assez grossière il est vrai, des tassements attendus.

Dans l'étude d'Amar et Jézéquel (1972), une courbe présentant les variations de l'indice de compression C_c en fonction de q_c est donnée. Un point important de cette courbe semble être le suivant : si $q_c > 1\,200$ kPa, C_c est généralement inférieur à 0,2. Par contre, si $q_c < 1\,200$ kPa, C_c peut prendre n'importe quelle valeur entre 0,1 et 6.

D'autres relations ont été proposées entre le module d'Young et q_c [8]. On a :

$E = \alpha q_c$

$5 < \alpha < 10$ pour les argiles molles ($q_c < 1\,000$ kPa)

$2 < \alpha < 5$ pour les argiles dont q_c est compris entre 1 500 et 3 000 kPa.

On a aussi tenté de relier E_M, module pressiométrique, à q_c.

Dans la référence [9] on trouve les valeurs suivantes de E_M/q_c :

— argile surconsolidée 6 ;
— argile normalement consolidée 4,5 ;
— limon non saturé 1,5.

Que peut-on dire en conclusion sur l'estimation du tassement des fondations superficielles à partir des essais au pénétromètre statique ?

Le nombre important des relations proposées montre à l'évidence que celles-ci ne sont ni générales, ni suffisamment précises et encore moins définitives. Il convient donc de les utiliser avec discernement : elles doivent servir de « sonnette d'alarme » indiquant s'il y a un problème de tassement ou non.

La plus grande prudence est demandée quand on doit y avoir recours dans le cas de fondations sur des sols argileux.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] AMAR S., BAGUELIN F., CANEPA Y., Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, *Ann. ITBTP*, sept. 1984.

[2] MÉNARD L., *Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques*, CR VI[e] congr. int. de mécanique des sols et travaux de fondations, Montréal, 1965, p. 295-299.

[3] AMAR S., JÉZÉQUEL J.-F., Propriétés mécaniques des sols déterminées en place, *Techniques de l'ingénieur*, **C. 220**, p. 1-18, 1978.

[4] JÉZÉQUEL J.-F., Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **36**, janv.-févr. 1969, p. 151-160.

[5] AMAR S., BAGUELIN F., CANEPA Y., FRANK R., *Comportement à long terme des fondations superficielles. Prévisions et observations*, Congr. de San Francisco, 1985, vol. 4, p. 2155-2158.

[6] DE BEER E. E., *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand*, Proceed. of a Symposium held at Duke University, April 1965.

[7] DE RUITER J., *The static cone penetration test. State of the art report*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[8] PAUNESCU M., AGNET GRUIA, *Some aspects concerning the study of foundation soils using cone penetration test*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[9] VAN VAMBEKE A., D'HEMRICOURT J., *Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[10] AMAR S., NAZARET J.-P., WASCHKOWSKI E., La reconnaissance des sols et les essais de pénétration, Symposium int., *Essais en Place*, Paris, 1983, vol. 2, p. 177-185.

[11] VAN WIERINGEN J. B. M., *Relating cone resistance and pressuremeter test results*, ESOPT II, Amsterdam 1982, vol. 2, p. 951-955.

[12] AMAR S., JÉZÉQUEL J.-F., Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **58**, mars-avril 1972, p. 97-108.